به‌سازی سازه‌های بتن‌آرمهٔ‌بلند و نامنظم با مهاربند فولادی تحت تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی★

حسین جراحی[١] ابوالقاسم کرامتی[٢]

چکیده یک ساختمان بنا به علل مختلفی هم‌چون تغییر کاربری ساختمان، تغییرات در استانداردهای طراحی و یا نقص در طراحی و اجرای ساختمان، ممکن است نیاز به مقاوم‌سازی داشته باشد. یکی از روش‌هایی که در سال‌های اخیر برای مقاوم‌سازی لرزه‌ای قاب‌های بتن‌آرمه کاربرد دارد، تقویت سازه بااستفاده از مهاربندهای فولادی است. در این مقاله بااستفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی، ابتدا نحوهٔ تشکیل مفاصل پلاستیک و سطوح عملکرد تأمین‌شده توسط سازه‌های بتن‌آرمه تعیین می‌شود، سپس این سازه‌ها بااستفاده از مهاربندهای فولادی تقویت‌شده و سطح عملکرد آنها مجدداً تعیین می‌شود و با حالت اول مقایسه می‌گردد. مدل‌ها از دو پلان مختلف و در دو حالت ١٠ و ١٥ طبقه انتخاب شده‌اند. ضمن این‌که سازه‌های مورد بررسی در این مقاله علاوه بر بلند بودن، از نوع نامنظم در پلان انتخاب شده‌اند تا اثر این نامنظمی نیز در نتایج قابل بررسی باشد. نتایج به‌دست‌آمده نشان می‌دهد کاربرد مهاربند فولادی موجب ارتقای قابل توجه سطح عملکرد و ظرفیت لرزه‌ای سازه شده‌است.

واژه های کلیدی سطوح عملکرد، سازهٔ بتن‌آرمه، مهاربند فولادی، نامنظمی، تحلیل غیرخطی.

Performance Levels of Tall and Irregular RC Structures, before and after Reinforcing by Steel Bracing, under Nonlinear Static and Dynamic Analysis

H. Jarrahi **A. Keramati**

Abstract *A building may need retrofitting, based on change of occupancy, change in design codes or deficiencies in design or performance. One method used early years for seismic retrofitting of reinforced concrete frame is by using steel bracing. In this article, first, the formation of plastic hingesand performance levels provided by RC structures are determined by nonlinear static and dynamic analysis; then, these structures reinforced by steel bracing and re-evaluate for performance levels and contrast with first condition. Structures are selected of two different plans in 10- and 15-story. Moreover, the structures of this study, in addition to being tall, are selected irregular in plans to evaluate the effects of the irregularity in results, too. Results show that using steel bracing promoteperformance level and seismic capacity of structures, significantly.*

KeyWords PerformanceLevel, RC Structure, Steel Bracing, Irregularity, Nonlinear Analysis.

★تاریخ دریافت مقاله ٩٤/٧/٢١ و تاریخ پذیرش آن ٩٥/١٠/٢٧ می‌باشد.

(١) نویسنده مسئول: کارشناس ارشد گرایش سازه، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران.

Email: Hossein.Jarrahi@yahoo.com

(٢) استادیار، گروه سازهٔ دانشکدهٔ مهندسی عمران دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران.

مقدمه

انسان از آغاز خلقت همواره با موضوع بلایای طبیعی مواجه بوده و پیوسته تلاش کرده‌است تا این حوادث و سوانح طبیعت را مدیریت و کنترل نماید و زندگی خود را از این خطرات، ایمن و محفوظ دارد. در میان بلایای طبیعی نیز، زلزله از اهمیت خاصی برخوردار است. باتوجه به بررسی زلزله‌های گذشته و شرایط ناایمن بسیاری از ساختمان‌های کشور، و نیز قرار گرفتن ایران در یکی از سه ناحیهٔ لرزه‌خیز جهان (کمربند آلپ–هیمالیا)، می‌توان گفت تعداد زیادی از ساختمان‌های موجود، در اثر زلزله احتمال خرابی خواهند داشت که مطالعات آسیب‌پذیری نیز این ادعا را تأیید می‌کند. لذا چون پیشگیری ازوقوع زلزله ناممکن است، مباحث مقاوم‌سازی سازه‌های آسیب‌پذیر دربرابر زلزله بسیار قابل اهمیت می‌باشد. همین مسئله، اهمیت انتخاب تکنیک‌ها و روش‌های مناسب به‌منظور بهبود رفتار لرزه‌ای و مقاوم‌سازی ساختمان‌ها را روشن می‌کند.

به‌طور کلی، مقاوم‌سازی لرزه‌ای عبارت است از اصلاح خردمندانهٔ خواص سازه‌ای ساختمان موجود به‌منظور بهبود عملکرد در زلزله‌های آینده [۱]. هدف از مقاوم‌سازی لرزه‌ای را نیز می‌توان دست‌یابی به مقاومت بیشتر و شکل‌پذیری بیشتر به‌منظور پاسخگویی به ظرفیت لرزه‌ای مورد نیاز سازه بیان کرد[2]. یکی از روش‌هایی که در سال‌های اخیر برای مقاوم‌سازی لرزه‌ای قاب‌های بتن‌آرمه کاربرد دارد، استفاده از مهاربندهای فولادی است. این روش علاوه بر اجرای آسان و اقتصادی، مزایای دیگری را از جمله امکان ایجاد بازشو در قاب، اضافه کردن وزن اندکی به سازه و ایجاد مزاحمت کم برای ادامهٔ کاربری ساختمان نیز دارا می‌باشد. در این روش، با نصب مهاربند بر روی قاب بتنی، تغییرشکل‌ها کمتر می‌شود و باربری جانبی قاب افزایش می‌یابد و درنتیجه عملکرد سازه در برابر زلزله بهبود می‌یابد.

درگذشته مطالعاتی در مورد مقاوم‌سازی سازه‌های بتن‌آرمه انجام شده‌است؛ لیکن در این مقاله علاوه بر بررسی سطوح عملکرد این سازه‌ها در دو حالت اولیه و پس از مقاوم‌سازی، دو پارامتر بلندمرتبه بودن و نامنظمی در پلان نیز به‌طور هم‌زمان مورد توجه قرار گرفته‌اند. در ادامه نمونه‌هایی از پژوهش‌های مشابه انجام‌شده ذکر می‌شود.

سابقهٔ پژوهش

بوداکس و جیرسا، مقاوم‌سازی یک سازهٔ نمونه را بااستفاده از مهاربند فولادی انجام دادند و رفتار آن را تحت بارگذاری جانبی چرخه‌ای مورد مطالعه قرار دادند. پس از انجام مطالعات آزمایشگاهی و هم‌چنین آنالیزهای تحلیلی، بهبود قابل ملاحظه‌ای در رفتار غیرالاستیک قاب مهاربندی‌شده مشخص بود [3]یاماموتو و یومه‌مورا در مقاله‌ای تحت عنوان تحلیل قاب‌های بتن مسلح مقاوم‌شده با بادبندهای فولادی، نتایج تحلیل غیرخطی استاتیکی قاب‌های بتن مسلح مقاوم‌شده با بادبندهای فولادی را مورد بررسی قرار دادند. روش بادبندی در این مقاله، استفاده از قاب‌های فولادی بادبندی‌شده در داخل قاب بتنی مسلح است. در این تحقیق بر تأثیر ملات اتصال‌دهنده بین قاب فولادی و بتنی تأکید شده‌است. روش مورد بحث در ژاپن به‌کار رفته‌است. آزمایش بر روی قاب‌های یک‌دهانه، یک‌طبقه با مقیاس ۱:۳ انجام شده و نهایتاً نتایج آزمایش با نتایج تحلیلی مقایسه شده‌است[4]. کانالز و وگار در مقاله‌ای با عنوان تکنیک‌های مقاوم‌سازی استفاده‌شده در ساختمان‌های مخابرات مکزیکو، به روش بادبندی فولادی قاب‌های بتن مسلح اشاره کرده‌اند. این روش بااستفاده از قاب‌های فلزی بادبندی‌شده در قاب‌های بتن مسلح انجام شده‌است و قاب‌های فلزی با برش‌گیرهایی به قاب‌های بتنی متصل شده‌اند [6] . ناطقی الهی و شهبازیان، روش‌های مقاوم‌سازی سازه‌ها در برابر زلزله را بررسی کرده‌اند و تقویت سازه‌ها با مهاربند فلزی را یک شیوهٔ بسیار مناسب و اقتصادی دانسته‌اند. ایشان در ادامه، تعبیهٔ قاب فلزی بادبند در داخل قاب بتنی را

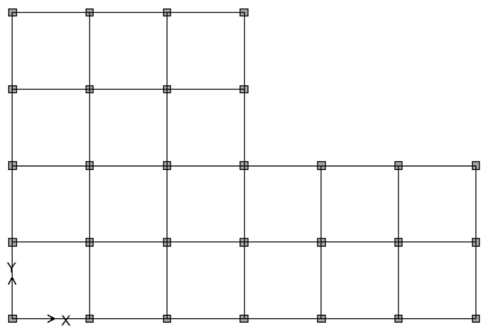
به‌عنوان مشکل این شیوهٔ مقاوم‌سازی برشمرده و راهکارهایی را برای رفع این مشکل ارائه کرده‌اند[٦]. پینچرا و جیرسا در مقاله‌ای با عنوان پاسخ لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح مقاوم‌شده با بادبندهای فولادی یا دیوارها، عملکرد لرزه‌ای طرح‌های مختلف مقاوم‌سازی را برای قاب‌های بتن مسلح غیرشکل‌پذیر در سه ساختمان نمونه مورد بررسی قرار دادند. طرح‌های مقاوم‌سازی شامل نصب بادبندهای پس‌کشیده، بادبندهای فولادی و یا دیوارهای پرکنندهٔ بتن مسلح بوده‌اند. در این پژوهش، از پنج زمین‌لرزه با ویژگی‌های زمین‌لرزه‌های بزرگ برروی زمین‌های سخت و نرم برای تحلیل دینامیکی استفاده شده‌است. نتایج نشان می‌دهد که تنها یک راه‌حل وجود ندارد و طرح‌های مختلف مقاوم‌سازی می‌تواند برای رسیدن به عملکرد مناسب مورد استفاده قرار گیرند. به هرحال عملکرد رضایت‌بخش تنها برای طرح‌هایی حاصل شد که جابه جایی جانبی را در ترازهایی که در اعضای آن تراز، تحت بارهای ثقلی موجود، خرابی قابل توجهی به‌وجود نیامده‌است، کنترل کند [7]. ناطقی الهی در مقاله‌ای با عنوان مقاوم‌سازی لرزه‌ای ساختمان بتن مسلح هشت‌طبقه، گزارشی از مقاوم‌سازی واقعی را ارائه کرد. در این مقاله، پس از بررسی چند روش مقاوم‌سازی، روش مهاربندی فولادی قاب بتنی به‌عنوان مناسب‌ترین روش معرفی شد و مورد استفاده قرار گرفت. تحلیل ساختمان بادبندی‌شده نتایج خوبی را از کاهش تغییرمکان افقی نشان می‌دهد. جزئیات اتصال بادبندی به قاب استفاده‌شده در این مقاله، مختص ایران است و در مقالات دیگر مشاهده نشده‌است [8]. یوسف، غفارزاده و نهدی، دو سازهٔ مشابه، یکی تقویت‌شده با سیستم مهاربندی و دیگری بدون آن را تحت دو چرخهٔبارگذاری جانبی مشابه قرار دادند. در حالی‌که سازهٔ تقویت‌نشده نیز براساس آیین‌نامه‌های موجود طراحی و اجرا شده بود، اما باز هم نتایج حاکی از مقاومت بسیار بالاتر و شکل‌پذیری بیشتر سازهٔ مقاوم-سازی شده بود[9]. اداناسیادو مقاله‌ای با عنوان عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مسطح بتن‌آرمهٔ نامنظم در ارتفاع ارائه کرد که طی آن به ارزیابی ساختمان‌های با قاب بتن‌آرمهٔ چند طبقهٔ نامنظم در ارتفاع پرداخت. برای این منظور، دو قاب ۱۰ طبقهٔ دوبعدی به‌ترتیب با دو و چهار عقب‌نشینی بزرگ در طبقات فوقانی با شکل‌پذیری متوسط و زیاد طراحی شدند. تمام قاب‌ها با روش‌های پوش‌آور و تاریخچهٔ زمانی غیرخطی، با صرف‌نظر از اثر P-Δ و اندرکنش خاک و سازه تحلیل شدند و ارزیابی برمبنای معیارهای کلی و جزیی انجام شد. نتایج حاصل‌شده نشان داد که از نظر اقتصادی، ردهٔ شکل‌پذیری متوسط و زیاد تفاوت چندانی ندارند و عملکرد لرزه‌ای تمام قاب‌های نامنظم به‌طور یکسان مورد رضایت بود. حتی برای تحریک لرزه‌ای دو برابر قوی‌تر از زلزلهٔ طراحی، نسبت به قاب‌های منظم رتبهٔ پایین‌تری نداشتند. همان‌طور که انتظار می‌رفت، قاب‌های با شکل‌پذیری متوسط نسبت به قاب‌های با شکل‌پذیری زیاد متناظر، مقاومت بیشتر و شکل‌پذیری کمتری داشتند. مقاومت افزون قاب‌های نامنظم، مشابه قاب‌های منظم بود و قاب‌های با شکل‌پذیری زیاد، دارای مقاومت افزون بیشتری نسبت به قاب‌های با شکل‌پذیری متوسط بودند [10]. فلاح‌یونس، علیزاده و واثقی‌امیری، به بررسی سطح عملکرد یک سازهٔ بتن مسلح منظم چهارطبقه، مهاربندی‌شده با بادبند فولادی تحت تحلیل استاتیکی خطی پرداختند و نتیجه گرفتند که نصب مهاربند برروی سازه باعث افزایش سختی سازه و کاهش زمان تناوب سازه می‌شود. این افزایش سختی و کاهش زمان تناوب باعث افزایش برش پایه می‌شود. ولی به‌علت رفتار سازه‌ای مناسب بااستفاده از سیستم دوگانه و شکل‌پذیری خوب سیستم مهاربند، سطح عملکرد کلیهٔ مدل‌ها ارتقا پیدا می‌کند[۱۱].

درادامه به برخی مطالعات که در زمینهٔ اثر نامنظمی پلان بر رفتار لرزه‌ای سازه انجام شده‌است، اشاره می‌شود. مگلیولو، مادالونی و پترون، در مقاله‌ای با عنوان اثر جهت زلزله بر پاسخ لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح نامنظم در پلان، به بررسی یک سازهٔ بتن مسلح چندطبقه با سه پلان نامنظم متفاوت پرداختند. این سازه‌ها تحت تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی قرار

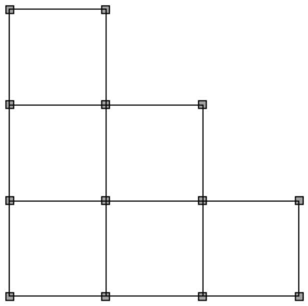
گرفتند. نتایج نشان داد که زاویهٔ لرزه‌ای (جهت زلزله) به‌طور قابل‌ملاحظه‌ای بر پاسخ سازه تأثیر دارد. به‌طوری‌که زاویهٔ لرزه‌ای بحرانی (زاویه‌ای که مقادیر پاسخ حداکثر را ایجاد می‌کند) باعث افزایش بیش از ۳۷ درصدی مقادیر جابه‌جایی بام و چرخش مفاصل پلاستیک می‌شود [12]. پرادیپ و اوانویل در مقالهٔ خود به بررسی اثر نامنظمی پلان بر رفتار لرزه‌ای سازه پرداختند. نتایج نشان داد که رفتار لرزه‌ای سازه تحت تأثیر شکل، سایز و هندسهٔ کلی پلان می‌باشد. سازه‌هایی با اشکال ساده بهترین عملکرد را دارند و سازه‌هایی با اشکالی از قبیل U، V و H بیشترین آسیب را متحمل شدند [13].

شرح مدل‌ها

در این قسمت ابتدا سازه‌های انتخابی تشریح می‌شوند و پس از طی روند تحلیل و طراحی سازه، سطح عملکرد سازه‌های اولیه (تقویت‌نشده) تعیین می‌شود. ساختمان شکل (۱) در حالت ۱۰ طبقه، S1-10 و در حالت ۱۵ طبقه، S1-15 نامیده می‌شود. هم‌چنین ساختمان شکل (۲) در حالت ۱۰ طبقه، S2-10 و در حالت ۱۵ طبقه، S2-15 نامیده می‌شود. پلان سازهٔ شمارهٔ ۱ در شکل(۱) و پلان سازهٔ شمارهٔ ۲ در شکل (۲) نشان داده شده‌است. همهٔ دهانه‌ها ۵ متری و ارتفاع طبقات ۳/۲ متر می‌باشد.



شکل ۱پلان سازهٔ شمارهٔ ۱



شکل۲پلان سازهٔ شمارهٔ ۲

ساختمان‌های موردمطالعه از نوع قاب خمشی بتن مسلح می‌باشند. از آن‌جا که بر طبق آیین‌نامهٔ ۲۸۰۰ ایران، در ساختمان‌هایبابیشتر از ۱۵ طبقه و یابلندتر از ۵۰ متر، استفاده از سیستم‌قاب‌خمشی ویژه و یاسیستم دوگانه الزامی است و ساختمان‌های این پژوهش هم در حالت ۱۵ طبقه، ارتفاعی بیش از ۵۰ متر دارند،قاب خمشی بتن مسلح از نوع ویژه انتخاب شده‌است.

آیین‌نامهٔ ۲۸۰۰ تصریح کرده‌است که در مواردی که برش پایهٔ به‌دست‌آمده از روش تحلیل طیفی کمتر از برش پایهٔ به‌دست‌آمده از روش استاتیکی معادل باشد، مقدار برش پایهٔ روش طیفی باید با مقادیر مشخص‌شده در آیین‌نامه افزایش داده شود. در سازه‌های نامنظم، مقادیر بازتاب‌ها باید در نسبت برش پایهٔ استاتیکی معادل به برش پایهٔ به‌دست‌آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند که این کار در نرم‌افزار انجام شد. به‌عنوان نمونه ضرایب هم‌پایه‌سازی در جهت x و y برابر ۲/۲۳ و ۲/۲۸ به‌دست آمدند. حال این ضرایب هم‌پایه‌سازی با ضرب شدن در مقدار ۰/۳٤۳٤ فوق، در نرم‌افزار اعمال می‌شود و با تحلیل مجدد می‌توان دید که مقادیر برش حاصل از روش استاتیکی و دینامیکی بسیار به‌هم نزدیک شده‌است.

طبق آیین‌نامهٔ ۲۸۰۰، از آن‌جا که ساختمان در پلان نامنظم است، در تحلیل‌های غیرخطی بایستی در هرامتداد ۱۰۰٪ نیروها و تغییرمکان‌ها درجهت مورد

بررسی به همراه نیروهای متناظر با ۳۰٪ تغییرمکان ناشی از زلزله درامتداد عمود بر آن‌درنظرگرفته‌شود. درواقع بـا ضرایب ۱ و ۰/۳ موجود در جدول (۱)، سازه هـم‌زمـان به ۱۰۰ درصد تغییرمکـان هـدف در یـک جهـت و ۳۰ درصد تغییرمکان هدف در جهت دیگر می‌رسد.

تحلیل استاتیکی غیرخطی

کلیات

برای تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه‌ها از مدل سه‌بعدی استفاده می‌شود. دیافراگم طبقات و گره اتصـال تیـر بـه ستون، به‌صورت صلب و یکپارچه درنظر گرفته می‌شود.

رفتار غیرخطی سازه با تعریـف مفاصـل پلاسـتیک در مدل اعمال مـی‌شـود.مفاصـل پلاسـتیک خمشـی در تیرهـا در سـه موضـع ابتـدا، وسـط و انتهـا پـیش‌بینـی شده‌است. برای ستوها نیز مفاصـل پلاسـتیک خمشـی- محوری در ابتدا و انتهای آنها معرفی شده‌است.

پارامترهــای مــدل‌ســازی و معیارهــای پــذیرش روش‌های غیرخطی برای تیرهای بتن مسـلح در جـدول (۲) آمده‌اسـت. هرچنـد برنامـه بـه‌طـور پـیش‌فـرض از میانگین مقادیر ٤ سطر اول این جدول استفاده مـی‌کنـد، لیکن مفاصل مطابق جدول مذکور توسط برنامـهٔ اکسـل به‌دقت محاسبه شده‌اند. مفاصل پلاستیک سـتون‌هـا نیـز مطابق جدول (۳) انتخاب می‌شود، که از نوع انـدرکنش نیروی محوری- لنگر خمشی برای اجزای بتنی است.

مدل رفتار غیرخطی لنگر- دوران نیز در ایـن نـوع مفاصل منظور شده‌است. باتوجه بـه اسـتفاده از ضـوابط شکل‌پذیری ویژه، شرایط مربوط به آرماتورهای عرضـی در جـدول بـرآورده مـی‌شـود و سـتون‌هـا از لحـاظ آرماتورگذاری عرضی، واجـد شـرایط مـی‌باشـند. تمـام اعضای قاب به‌دلیـل بـاربری ثقلـی و جـانبی بـه‌عنـوان اعضای اصلی شناخته می‌شوند.

جدول ۱ معرفی و نام‌گذاری ترکیبات بار برای تحلیل پوش‌آور

			ضرایب بار			
			SPECTRUM X	SPECTRUM Y	UNIFORM X	UNIFORM Y
جهت X	$Q_U = 0.9Q_D + Q_g$	0.9-PUSH 1-X	1	0.3	---	---
		N-0.9-PUSH 1-X	-1	-0.3	---	---
		0.9-PUSH 2-X	---	---	1	0.3
		N-0.9-PUSH 2-X	---	---	-1	-0.3
	$Q_U = 1.1(Q_D + Q_L) + Q_g$	1.1-PUSH 1-X	1	0.3	---	---
		N-1.1-PUSH 1-X	-1	-0.3	---	---
		0.9-PUSH 2-X	---	---	1	0.3
		N-1.1-PUSH 2-X	---	---	-1	-0.3
جهت Y	$Q_U = 0.9Q_D + Q_g$	0.9-PUSH 1-Y	1	0.3	---	---
		N-0.9-PUSH 1-Y	-1	-0.3	---	---
		0.9-PUSH 2-Y	---	---	1	0.3
		N-0.9-PUSH 2-Y	---	---	-1	-0.3
	$Q_U = 1.1(Q_D + Q_L) + Q_g$	1.1-PUSH 1-Y	1	0.3	---	---
		N-1.1-PUSH 1-Y	-1	-0.3	---	---
		0.9-PUSH 2-Y	---	---	1	0.3
		N-1.1-PUSH 2-Y	---	---	-1	-0.3

جدول ۲ پارامترهای‌مدل‌سازی و معیارهای پذیرش روش‌های‌غیرخطی،تیرهای‌بتن‌مسلح [7]

تیرهایی که با خمش کنترل می شوند			a	b	c	IO	LS	CP
$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$	آرماتور عرضی	$\frac{V}{b_w d\sqrt{f_c}}$۳,۷۷						
<=0.0	NC	<=3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02
<=0.0	NC	>=6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01
>=0.5	NC	<=3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01
>=0.5	NC	>=6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005

جدول ۳ پارامترهای‌مدل‌سازی و معیارهای پذیرش روش‌های‌غیرخطی،ستون‌های‌بتن‌مسلح[7]

ستون هایی که با خمش کنترل می شوند			a	b	c	IO	LS	CP
$\frac{P}{A_g f_c}$	آرماتور عرضی	$\frac{V}{b_w d\sqrt{f_c}}$۳,۷۷						
<=0.1	NC	<=3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006
<=0.1	NC	>=6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005
>=0.4	NC	<=3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003
>=0.4	NC	>=6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002

پیش‌تحلیل بار افزون با بارهای ثقلی

در سازه‌هایی که به‌صورت غیرخطی مدل شده‌اند، در هر ترکیب و به‌دلیل عدم صحت اصل جمع آثار قوا، باید تحلیل از ابتدا و جداگانه انجام پذیرد. بدین جهت ابتدا بارهای ثقلی بر سازه اعمال می‌شود و سپس بارهای جانبی به‌مرور اعمال می‌گردد. بارهای ثقلی با کرانهٔ بالا و پایین مطابق ذیل است که در آن Q_Dو Q_Lنمایانگر بار مرده و بار زنده براساس مبحث ششم می‌باشند.

$$Q_U=1.1(Q_D+Q_L)+Q_g$$
$$Q_U=0.9Q_D+Q \qquad (۱)$$

توزیع بار جانبی

در تحلیل به روش استاتیکی غیرخطی، حداقل دو نوع توزیع بار جانبی باید استفاده شود.در توزیع نوع اول و باتوجه به این‌که تمامی مدل‌های پژوهش دارای زمان تناوب بیش از ۱ ثانیه هستند، از توزیع متناسب با نیروی جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی استفاده می‌شود. در توزیع نوع دوم نیز توزیع یکنواخت بار جانبی انتخاب می‌شود.

در توزیع نوع اول مطابق جدول (٤)، از تفاضل برش هر دو طبقهٔ متوالی، مقادیر نیروی توزیع شدهٔ طبقات به‌دست می‌آید. در توزیع نوع دومکه توزیع یکنواخت نام دارد نیز مطابق جدول (٥)، نیروی V=CWبه نسبت وزن طبقات بین آنها توزیع می‌شود. این جداول به‌عنوان نمونه برای مدل S1-10 آورده شده‌اند.

جدول ٤الگوی توزیع بار جانبی نوع اول

طبقه	برش طبقه	نیروی توزیع
Dome roof	13185.23	13185.23
10	80024.43	66839.2
9	1230408	43016.37
8	156894	33853.2
7	184255.4	27361.4
6	209870.6	25615.2
5	232564	22693.4
4	252546.1	19982.1
3	270307.6	17761.5
2	285220.5	14912.9
1	293598.6	8378.1

جدول ۵ الگوی توزیع بار جانبی نوع دوم

طبقه	جرم طبقه	نیروی توزیع
Dome roof	5478.6241	2955.995
10	59981.096	32362.84
9	59554.016	32132.41
8	59554.016	32132.41
7	59875.537	32305.88
6	63832.131	34440.67
5	64137.755	34605.56
4	64554.319	34830.32
3	65463.042	35320.62
2	66600.017	35934.08
1	66883.832	36087.21

تغییرمکان هدف

خلاصه‌ای از تعیین تغییرمکان هدف برای سازۀS1-10 در جدول (٦)آورده شده‌است. پارامترهای C_i به‌طور مشروح در دستورالعمل به‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود تعریف شده‌اند و مقادیر آنها باتوجه به ویژگی‌های سازه‌های مورد بررسی در این پژوهش براساس جداول آیین‌نامه انتخاب شده‌است. ابتدا با استفاده از روابط ارائه‌شده درآیین‌نامۀ به‌سازی، تغییرمکان هدف برای هر سازه درسطح خطر۱ درپوش-های مختلف تعیین شده‌است. پس از اتمام تعریف عناصر و اجزای مدل غیرخطی، تحلیل اولیۀ غیرخطی با محاسبۀ تغییرمکان اولیه انجام می‌شود و منحنی تغییرمکان به برش پایۀ سازه به‌دست می‌آید. براساس منحنی مذکور رفتار دوخطی سازه به‌دست می‌آید. سپس برای تعیین نقطۀ عملکرد سازه براساس روش ظرفیت، منحنی ظرفیت (پوش‌آور) و منحنی طیف پاسخ الاستیک با میرایی ۵٪ باتوجه به یک‌سری روابط به منحنی‌هایی بر اساس مختصات جابه‌جایی طیفی (S_d) و شتاب طیفی (S_a) تبدیل می‌شوند. از تلاقی این دو منحنی طیف پاسخ الاستیک براساس شتاب طیفی- پریود و منحنی ظرفیت براساس برش پایۀ تغییرمکان نقطۀ عملکردسازه به‌دست می‌آید. پس از به‌دست آوردن نقطۀ عملکرد سازه در پوش‌های مختلف، تغییرمکان هدف سازه به‌دست می‌آید. منظور از PUSH-1 توزیع بار جانبی نوع اول و منظور از PUSH-2توزیع بار جانبی نوع دوم می‌باشد. رابطۀ پیشنهادی آیین‌نامه برای محاسبۀ تغییرمکان هدف به‌صورت زیر است:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \qquad (۲)$$

ضمناً به‌علت عدم تقارن سازه، بایستی نیروهای جانبی به‌طور جداگانه در دو جهت x و y اعمال شوند. طبق دستورالعمل به‌سازی، رابطۀ بین برش پایه و تغییرمکان نقطۀ کنترل باید برای هر گام افزایش نیروهای جانبی تا رسیدن به تغییرمکان حداقل ۱/۵ برابر تغییرمکان هدف ثبت شود. هم‌چنین مرکز جرم بام به‌عنوان نقطۀ کنترل تغییرمکان سازه انتخاب می‌گردد.

هدف به‌سازی

هدف به‌سازی، سطح عملکرد مطلوب و موردنظر ما در هنگام وقوع یک زلزلۀ شدید است و از مجموعه‌ای از سطوح خطر و سطوح عملکرد تشکیل می‌شود. در این‌جا باتوجه به کاربری سازه و تطبیق با آیین‌نامۀ ۲۸۰۰، هدف به‌سازی، به‌سازی مبنا درنظر گرفته می‌شود که در آن انتظار می‌رود تحت زلزلۀ سطح خطر ۱، ایمنی جانی ساکنین تأمین شود.

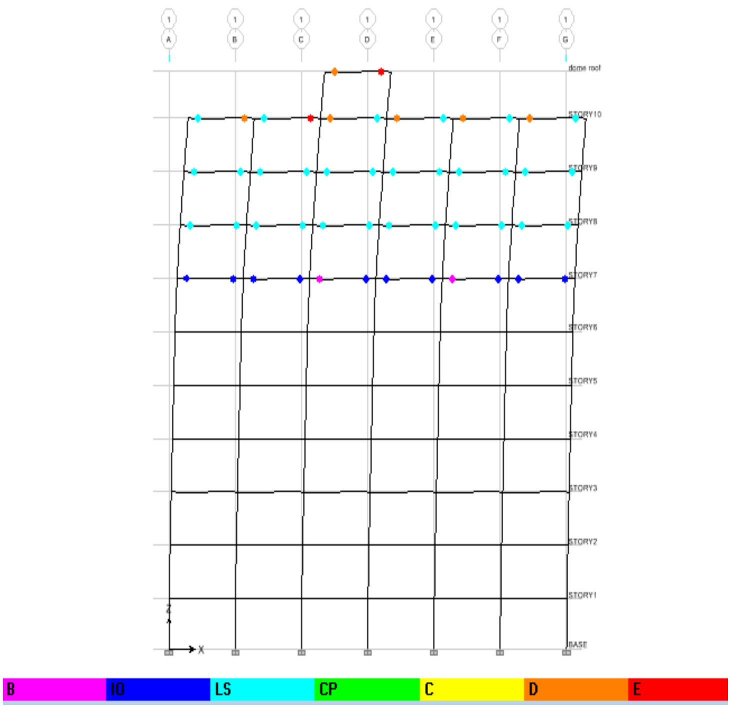
نتایج تحلیل مدل اولیه (مقاوم‌نشده)

در تحلیل استاتیکی غیرخطی و پس از شروع تحلیل رانشی، اعمال بار جانبی تا جایی ادامه دارد که تغییرمکان بام به مقدار ازپیش تعیین‌شده برسد و یا این‌که قبل از رسیدن به این تغییرمکان، سازه فرو ریزد. درادامه نتایج تحلیل برای سازهٔS1-10 تحت بارگذاری جانبی نوع اولو در جهت x (سطر سوم از جدول (٦) با تغییرمکان هدف ۰/۳٤۹٦۸) در جدول (۷) و شکل (۳) آورده شده‌است.

در تمامی مدل‌ها تیرها وارد ناحیهٔ غیرخطی می‌شوند. اکثر مفاصل ایجادشده در تیرها در محدودهٔ مربوط به ایمنی جانی (LS) قرار می‌گیرند؛ لیکن در مواردی نیز این مفاصل در محدودهٔ مربوط به ناپایداری و آستانهٔ فروریزش (CP) قرار می‌گیرند. به‌جز ستون‌های طبقهٔ اول که در بعضی موارد وارد ناحیهٔIO می‌شوند، در سایر طبقات، ستون‌ها وارد ناحیهٔ غیرخطی نمی‌شوند.

جدول ٦ تعیین تغییرمکان‌های هدف برای تحلیل بار افزون برای سازهٔ S1-10

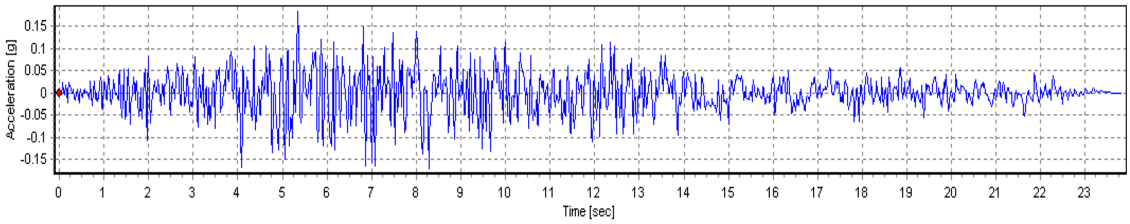
				C_{01}	C_{02}	C_1	C_2	C_3	T_e	B	S_a	δ_T
سازه S1-10	جهت X	$Q_U = 0.9Q_D + Q_L$	PUSH-1	1.3	---	1	1	1	2.897	0.775	0.128	0.347045
			PUSH-2	---	1.2	1	1	1	2.438	0.869	0.164	0.290688
		$Q_U = 1.1(Q_D + Q_L) + Q_g$	PUSH-1	1.3	---	1	1	1	2.931	0.769	0.126	0.349688
			PUSH-2	---	1.2	1	1	1	2.464	0.863	0.162	0.2933
	جهت Y	$Q_U = 0.9Q_D + Q_g$	PUSH-1	1.3	---	1	1	1	1.764	1.078	0.154	0.154809
			PUSH-2	---	1.2	1	1	1	1.595	1.153	0.23	0.174488
		$Q_U = 1.1(Q_D + Q_L) + Q_g$	PUSH-1	1.3	---	1	1	1	1.633	1.135	0.154	0.13267
			PUSH-2	---	1.2	1	1	1	1.536	1.183	0.226	0.159004



شکل ۳ الگوی تشکیل مفاصل پلاستیک

جدول ۷وضعیت تشکیل مفاصل پلاستیک و سطح عملکرد

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	-7.893E-04	0.0000	1516	0	0	0	0	0	0	0	1516
1	0.0517	78815.9297	1516	0	0	0	0	0	0	0	1516
2	0.1042	157631.9219	1516	0	0	0	0	0	0	0	1516
3	0.1567	236447.9688	1516	0	0	0	0	0	0	0	1516
4	0.2092	315264.0938	1516	0	0	0	0	0	0	0	1516
5	0.2617	394080.2500	1502	14	0	0	0	0	0	0	1516
6	0.3128	470718.2188	1387	129	0	0	0	0	0	0	1516
7	0.3415	499900.7813	1353	46	117	8	0	0	0	0	1516
8	0.4055	530860.5625	1320	42	6	148	0	0	0	0	1516
9	0.4967	558129.8750	1320	28	20	146	0	2	0	0	1516
10	0.5054	560535.8125	1320	28	20	135	0	0	10	3	1516
11	0.3520	324990.3125	1516	0	0	0	0	0	0	0	1516



شکل٤شتاب‌نگاشت زلزلهٔ طبس در جهت x

با بررسی نتایج جداول فوق و با توجه به این‌که قبل از این‌که سازه به تغییرمکان هدف برسد، مفاصل پلاستیک در سطح عملکرد ایمنی جانی در سازه ایجاد شده‌اند، هم‌چنین باتوجه به حفظ مقاومت ستون‌ها، ایجاد مفاصل پلاستیک در تیرها در قسمت وسیعی از سازه‌ها و تاحدودی تغییرشکل‌های ماندگار در سازه‌ها، می‌توان گفت سازه‌های مورد بررسی در سطح خطر زلزلهٔ طرح موردنظر استاندارد ۲۸۰۰، هدف مطلوب را که حفظ ایمنی جانی است محقق نمی‌سازند. لذا برای رسیدن به عملکردی بالاتر، اعمال برنامهٔ مقاوم‌سازی قابل بررسی است.

تحلیل دینامیکی غیرخطی

مقدمات و تحلیل

در این روش، سازه تحت تعدادی شتاب‌نگاشت ثبت‌شده یا شبیه‌سازی‌شده تحلیل می‌شود. شتاب‌نگاشت‌ها باید هم‌سنگ با سازوکار گسیختگی چشمهٔ لرزه‌زا، بزرگای نظیر زلزله، فاصلهٔ کانون زلزله تا ساختگاه، ویژگی‌های زمین‌شناسی و تکتونیکی و لایه‌های آبرفت باشد و سازگاری آنها برحسب مورد با طیف طرح یا طیف زلزلهٔ حداکثر نیز تأمین شود. چون سازه‌های مورد بررسی در این مقاله نامنظم هستند، لازم است تحلیل به‌صورت ارتجاعی سه‌بعدی انجام شود.

در این پژوهش شتاب‌نگاشت‌های انتخاب‌شده مربوط به زلزله‌های طبس، Landers،Northridge، Kobe، Kocaeli و Loma prieta است که به‌طور مثالشتاب‌نگاشت‌طبس در جهت Xدر شکل (٤)مشاهده می‌شود. بزرگای زمین‌لرزه‌های انتخاب‌شده به‌ترتیب برابر با۷/٤، ٦/۷، ۷/۳، ٦/۸، ۷/٤ و ٦/۹ می‌باشد.

شتاب‌نگاشت‌ها توسط نرم‌افزار SeismoSignal آمادهٔ ورود به نرم‌افزار ETABS می‌شوند.مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ ایران، هر زوج شتاب‌نگاشت باید به‌طور همزمان در دو جهت عمود بر یکدیگر به سازه اعمال شوند.

هم‌چنین باید در مرحلهٔ بعدی راستای اعمال هر شتاب‌نگاشت تغییر کند و از میان این دو حالت تحلیل،

بحرانی‌ترین حالت انتخاب شود.

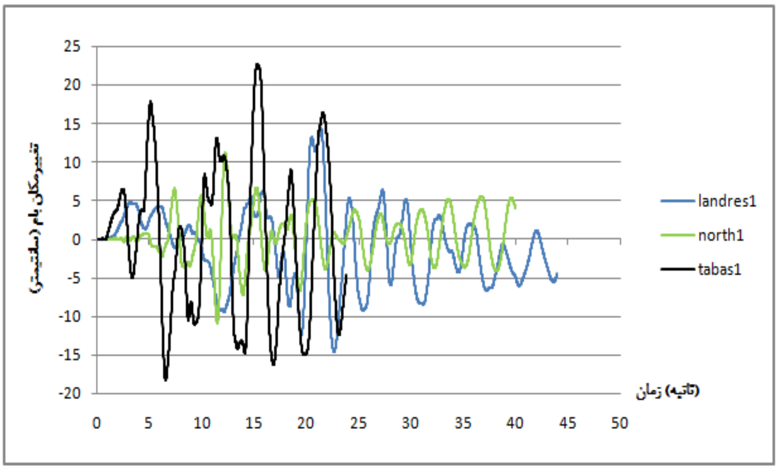
مثلاً برای زلزلهٔ طبس دو حالت تحلیل درنظر گرفته می‌شود و با نام‌های TABAS1 و TABAS2 به نرم‌افزار معرفی می‌شود.

باتوجه به نامنظم بودن سازه، مطابق آیین‌نامه، امتداد اعمال نیروی زلزله باید با زاویهٔ مناسبی که حتی‌المقدور بیشترین اثر را ایجاد می‌کند، انتخاب شود. برای منظورنمودن بیشترین اثر زلزله می‌توان ۱۰۰ درصد نیروی زلزلهٔ هر امتداد را با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن ترکیب نمود. به‌عنوان مثال برای زلزلهٔ طبس، دو ترکیب بار زیر به نرم‌افزار معرفی می‌شود:

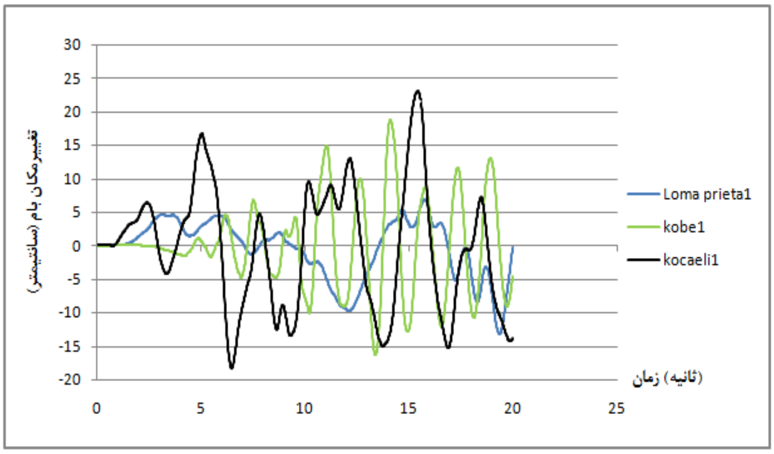
$$THTABAS1=TABAS1+0.3TABAS2$$
$$THTABAS2=TABAS2+0.3TABAS1 \qquad (۱)$$

ارزیابی سازه در روش دینامیکی غیرخطی

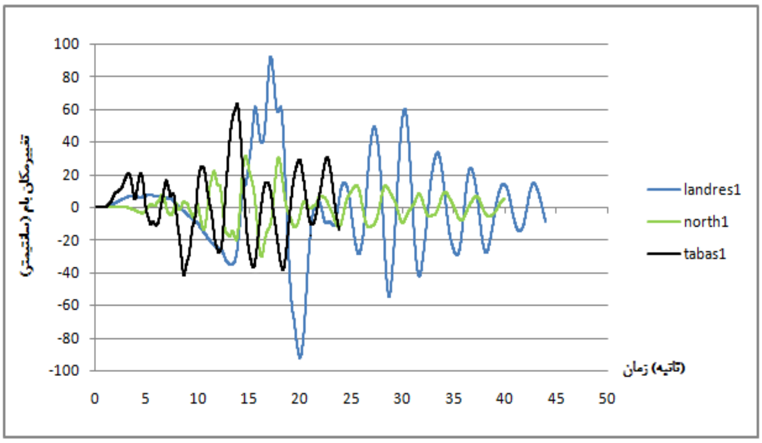
در یک تحلیل غیرخطی از مدل سه‌بعدی حجم بسیار زیادی از نتایج در هر گام زمانی حاصل می‌شود. باتوجه به حجم زیاد و تعدد داده‌ها، تنظیم صحیح معیارهای پذیرش نرم‌افزار درجهت افزایش دقت در جواب‌ها، حائز اهمیت ویژه‌ای است. در شکل‌های(۵)، (٦)، (۷) و (۸) پاسخ تغییرشکل سازهٔS1-10 تحت زلزله‌های ذکرشده مشاهده می‌شود.



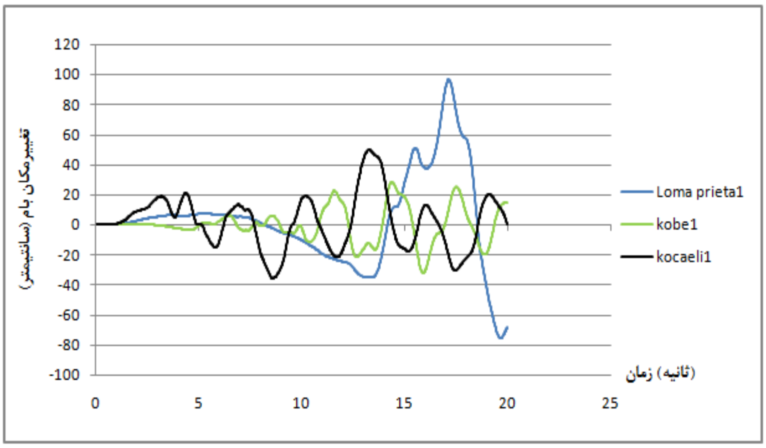
شکل ۵ پاسخ تغییرشکل سازه در جهت x تحت حالت تحلیل نوع ۱، تحت سه شتاب‌نگاشت اول



شکل ٦ پاسخ تغییرشکل سازه در جهت x تحت حالت تحلیل نوع ۱، تحت سه شتاب‌نگاشت دوم



شکل ۷ پاسخ تغییرشکل سازه درجهت y تحت حالت تحلیل نوع ۱، تحت سه شتاب‌نگاشت اول



شکل ۸ پاسخ تغییرشکل سازه درجهت y تحت حالت تحلیل نوع ۱، تحت سه شتاب‌نگاشت دوم

تعیین سطح عملکرد کلی سازه با تحلیل دینامیکی غیرخطی

علی‌رغم تطابق نسبی نتایج تحلیل‌های غیرخطی دینامیکی با استاتیکی، به‌دلیل این‌که در روش غیرخطی دینامیکی، ماکزیمم نتایج ملاک می‌باشد، به‌طور کلی نتایج این روش اعم از تغییرمکان و دوران، بیشتر از روش استاتیکی غیرخطی می‌باشد. در مقایسهٔ شتاب‌نگاشت‌های مورداستفاده، در اکثر موارد زلزلهٔ نورتریج پاسخ‌های کمتر و رفتار غیرخطی کمتری در سازه ایجاد کرده است. اما در زلزلهٔ طبس و لندرس به-علت محتوای فرکانسی شدیدتر و انرژی بیشتر، رفتار غیرخطی سازه بیشتر می‌شود و مفاصل پلاستیک به-صورت گسترده در تیرها ایجاد می‌شود. در سازه‌ها نمونه‌ای از شکست ترد و عدم کفایت مقطع در تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو مشاهده نشد. در مدل‌ها تقدم تشکیل مفاصل در تیرها به‌ستون‌ها مشاهده می‌گردد که مؤید ایجاد مکانیسم تیر ضعیف-ستون قوی می‌باشد که مکانیسم لازم برای جلوگیری از فروریزش سازه است. بنابراین باتوجه به ورود تیرها به مرحلهٔ فروریزش، انتخاب محدودهٔ عملکرد پایین‌تر از آن برای کل سازه مناسب به‌نظر می‌رسد. بنا بر تعریف، در محدودهٔ آستانهٔ فروریزش، اعضای مهم سیستم قادر می‌باشند تا مقاومت ثقلی لازم را تأمین کنند، اما سازه در آستانهٔ وقوع فرویزش کلی می‌باشد.هم‌چنین

تغییرمکان‌های بزرگ و دائمی در این محدوده پیش‌بینی شده‌اند که در مدل‌های مختلف این پژوهش نیز مشاهده شده است.

بنابراین همانند روش استاتیکی غیرخطی، سطح عملکرد انتخابی آستانهٔ فروریزش می‌باشد.

نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی برای مدل مقاوم‌شده

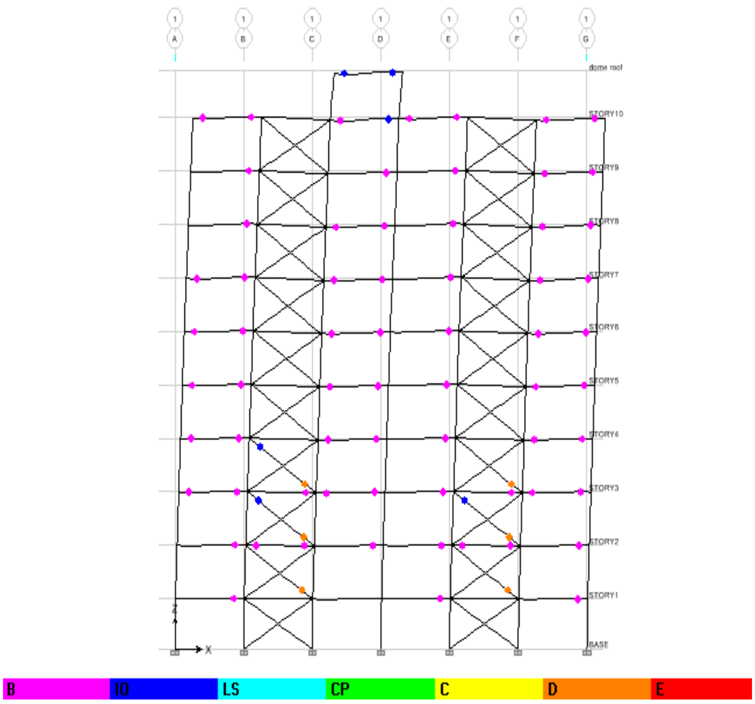
برای سازه‌های مقاوم‌شده نیز مراحل ابتدایی همانند سازه‌های تقویت‌نشده انجام می‌شود. ضرایب هم‌پایه‌سازی و توزیع بار جانبی نوع اول و دوم مجدداً به‌دست می‌آید. همچنین با توجه به تغییر مشخصات مودی و پریودهای اصلی سازه به‌وسیلهٔ مهاربندهای فولادی، می‌بایست تغییرمکان هدف هر سازه مجدداً تعیین گردد (جدول ٨).

درادامه نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی برای سازهٔ مقاوم‌شدهٔS1-10تحت بارگذاری جانبی نوع اول و درجهت x (سطر سوم از جدول (٨) با تغییرمکان هدف ٠/١٦٦) در جدول (٩) و شکل (٩) آورده شده‌است.

باتوجه به بررسی‌های انجام‌شده، همهٔ مدل‌ها پس از مقاوم‌سازی با مهاربند فولادی ارتقای سطح عملکرد می‌یابند و سطح عملکرد ایمنی جانی را تأمین می‌نمایند. در جدول (٩) نیز مشاهده می‌شود که در محدودهٔ مربوط به ایمنی جانی، مفاصل پلاستیک تشکیل نشده‌اند.

نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی برای مدل مقاوم‌شده

بااستفاده از شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌های ذکرشده، سازه‌های مقاوم‌شده مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار می‌گیرند. ماکزیمم مقادیر حاصل در این مرحله، کاهش چشم‌گیری را نسبت به پاسخ‌های حالت اولیه (مقاوم‌نشده) نشان می‌دهد. در شکل‌های(١٠)، (١١)، (١٢) و (١٣)پاسخ تغییرشکل سازهٔS1-10 مقاوم‌شده تحت زلزله‌های طبس، نورتریج، لندرس، کوبه، کوکائلی و لوما پریتا مشاهده می‌شود.



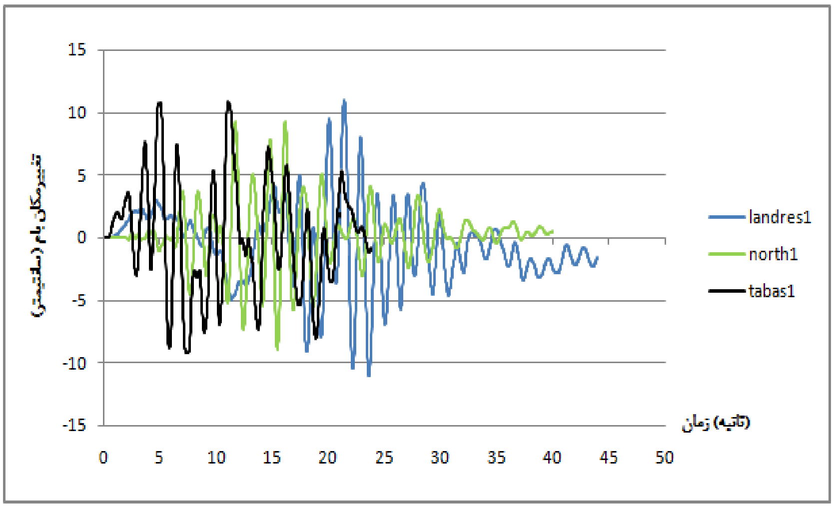
شکل ٩ الگوی تشکیل مفاصل پلاستیک سازهٔ مقاوم‌شده

جدول ۸ تعیین تغییرمکان‌های هدف برای تحلیل بار افزون برای سازهٔ مقاوم‌شده

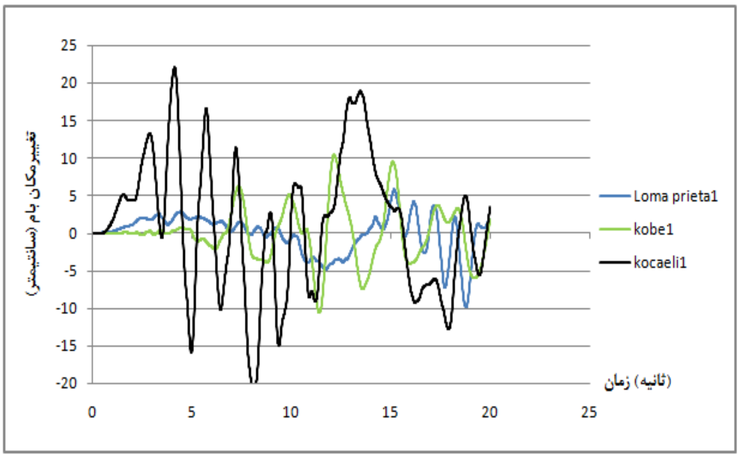
				C_{01}	C_{02}	C_1	C_2	C_3	T_e	B	S_a	δ_T
سازه S1-10 مقاوم شده	جهت X	$Q_U = 0.9Q_D + Q_L$	PUSH-1	1.3	---	1	1	1	1.407	1.254	0.258	0.165
			PUSH-2	---	1.2	1	1	1	1.182	1.408	0.313	0.130
		$Q_U = 1.1(Q_D + Q_L) + Q_g$	PUSH-1	1.3	---	1	1	1	1.41	1.252	0.259	0.166
			PUSH-2	---	1.2	1	1	1	1.185	1.406	0.314	0.131
	جهت Y	$Q_U = 0.9Q_D + Q_g$	PUSH-1	1.3	---	1	1	1	1.818	1.057	0.22	0.235
			PUSH-2	---	1.2	1	1	1	1.516	1.193	0.259	0.178
		$Q_U = 1.1(Q_D + Q_L) + Q_g$	PUSH-1	1.3	---	1	1	1	1.792	1.067	0.223	0.231
			PUSH-2	---	1.2	1	1	1	1.526	1.188	0.26	0.181

جدول ۹ وضعیت تشکیل مفاصل پلاستیک و سطح عملکرد سازهٔ مقاوم‌شده

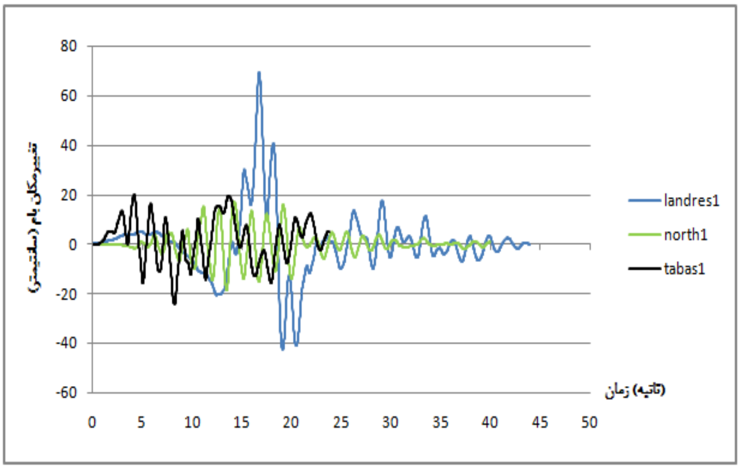
	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	-1.124E-04	0.0000	1876	0	0	0	0	0	0	0	1876
1	0.0248	169605.4063	1876	0	0	0	0	0	0	0	1876
2	0.0497	339211.3438	1873	3	0	0	0	0	0	0	1876
3	0.0691	471716.4063	1819	57	0	0	0	0	0	0	1876
4	0.0946	641244.3750	1789	83	2	0	0	2	0	0	1876
5	0.1001	675291.7500	1787	83	3	0	0	0	3	0	1876
6	0.1001	666171.1875	1782	86	4	0	0	1	3	0	1876
7	0.1023	680433.3125	1780	86	5	0	0	0	5	0	1876
8	0.1023	673366.9375	1726	135	8	0	0	2	5	0	1876
9	0.1120	730070.7500	1710	146	10	0	0	0	10	0	1876
10	0.1120	712565.0625	1662	191	12	0	0	1	10	0	1876
11	0.1193	754438.7500	1646	203	14	0	0	0	13	0	1876
12	0.1193	743630.0000	1645	204	13	0	0	1	13	0	1876
13	0.1198	746609.0000	1643	204	14	0	0	1	14	0	1876



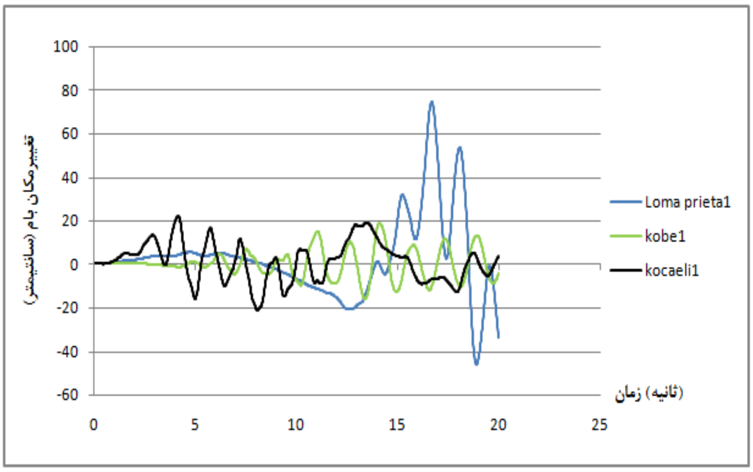
شکل ۱۰ پاسخ تغییرشکل سازهٔ مقاوم‌شده درجهت x تحت حالت تحلیل نوع ۱ ، تحت سه شتاب‌نگاشت اول



شکل ١١ پاسخ تغییرشکل سازهٔ مقاوم‌شده درجهت x تحت حالت تحلیل نوع١، تحت سه شتاب‌نگاشت دوم



شکل ١٢پاسخ تغییرشکل سازهٔ مقاوم‌شده درجهت y تحت حالت تحلیل نوع ١، تحت سه شتاب‌نگاشت اول



شکل ١٣ پاسخ تغییرشکل سازه درجهت y تحت حالت تحلیل نوع ٢، تحت سه شتاب‌نگاشت دوم

مقایسهٔ اثر زلزله‌های حوزهٔ نزدیک و دور

رکوردهای ثبت‌شده از زمین‌لرزه‌های اخیر نشان می‌دهدکه زلزله‌های حوزهٔ نزدیک دارای ویژگی‌های متفاوتی نسبت به زلزله‌های حوزهٔ دور می‌باشند. شتاب‌نگاشت‌های انتخاب‌شده در این تحقیق از هر دو نوع دور و نزدیک انتخاب شده‌اند تا نتایج آنها قابل‌مقایسه باشد. شتاب‌نگاشت‌های مربوط به زلزله‌های طبس، نورتریج، لندرس و کوبه از نوع حوزه نزدیک و شتاب‌نگاشت‌های کوکائلی(ایستگاه بورسا تفاس) و لوما پریتا (ایستگاه CDMG 58224) مربوط به حوزه دور می‌باشند. همان‌طور که قبلاً گفته شد، سازه‌های مورد بررسی در این پژوهش با دو پلان مختلف و در دو حالت ۱۰ و ۱۵ طبقه مدل شده‌اند. با مقایسهٔ مقادیر تغییرمکان‌ها و برش پایهٔ این چهار سازه تحت شتاب‌نگاشت‌های ذکرشده، نتایج زیر به‌دست آمد:

۱. تحت زلزله‌های نزدیک گسل، سازه‌های ۱۵ طبقه نسبت به سازهٔ ۱۰ طبقهٔ نظیر خود، تغییرمکان‌های بزرگ‌تری داشتند. باتوجه به‌این‌که زلزله‌های حوزهٔ نزدیک دارای پریودبیشتری نسبت به پریود شتاب زلزله‌های دور می‌باشند و سازه‌های ۱۵ طبقه نیز پریود بلندتری نسبت به سازهٔ ۱۰ طبقهٔ نظیر خود دارند، این نتیجه متصور بود. ضمناً لازم است که برای طراحی سازه‌های با پریود بالاکه در نزدیکی گسل ساخته می‌شوند، ملاحظات ویژه‌ای لحاظ گردد.

۲. جابه‌جایی‌های هر سازه در اثر زلزله‌های حوزهٔ نزدیک در مواردی حدود ۲۵ درصد بیشتر و جابه‌جایی‌های ناشی از زلزله‌های حوزهٔ دور در مواردی حدود ۱۵درصد کمتر از زلزلهٔ طرح است. البته باتوجه به تعداد محدود سازه‌های تحلیل‌شده نمی‌توان ادعا کرد که درصورت استفاده از آیین‌نامهٔ 2800، ایمنی سازه‌ها در حوزهٔ نزدیک به‌دلیل بروز جابه‌جایی‌های بیشتر به خطر می‌افتد،اما انجام بررسی‌ها و مطالعات بیشتر بی‌فایده نخواهد بود.

۳. برای هر سازه، مقدار برش پایه تحت زلزله‌های حوزهٔ نزدیک بیشتر از مقدار آن در اثر زلزله‌های حوزهٔ دور بود. ضمناً در سازه‌های ۱۰ طبقه که پریود کمتری نسبت به سازه‌های ۱۵ طبقه متناظر خود دارند، مقدار اختلاف در مقادیر برش پایهٔ هر سازه در اثر زلزله‌های نزدیک گسل و دور از گسل، عدد بزرگ‌تری بود.

مقایسه و نتیجه‌گیری

۱. نصب مهاربند بر روی سازه باعث افزایش سختی و کاهش زمان تناوب سازه می‌شود. این افزایش سختی و کاهش زمان تناوب باعث افزایش برش پایه در سازه می‌شود. ولی به‌علت رفتار سازه‌ای مناسب با استفاده از سیستم دوگانه، سطح عملکرد کلیهٔ مدل‌ها ارتقا پیدا می‌کند.

۲. افزودن مهاربندهای فولادی به قاب‌های بتنی، بارهای خمشی وارد بر ستون‌ها را محوری می‌کند، لذا نسبت تنش‌ها را در آنها به کمتر از یک تقلیل می‌دهد.محوری شدن بارهای لرزه‌ای علاوه برکاهش نسبت تنش‌ها در ستون‌ها به تنش مجاز، سبب انتقال مفاصل پلاستیک از ستون‌ها به تیرها شده‌است. لذا بیش از ۸۰٪ ستون‌ها در این شیوهٔ مقاوم‌سازی از خسارت مصون ماندند.

۳. با مقایسهٔ عملکرد تیرها و ستون‌های سازه‌ها مشاهده می‌شود که در سازهٔ مقاوم‌سازی‌شده توسط مهاربند فولادی، مفاصل پلاستیک کمتری در تیرها و ستون‌ها تشکیل شده‌اند و سازه وضعیت بهتری خواهد داشت.

٤. با مقایسهٔ منحنی‌های نیرو- تغییرمکان مشاهده می‌شود که سازه‌های بتنی با بادبند ظرفیت برشی بیشتری را از سازه‌های بتنی بدون بادبند ارائه می‌دهند و ظرفیت سازه را بالا می‌برند. به‌عنوان نمونه برای سازهٔS2-10 نمودار برش پایه برحسب جابه جایی، تحت یکی از بارهای وارد در جدول (۱)، قبل و بعد از مقاوم‌سازی در شکل (١٤) رسم شده‌است.

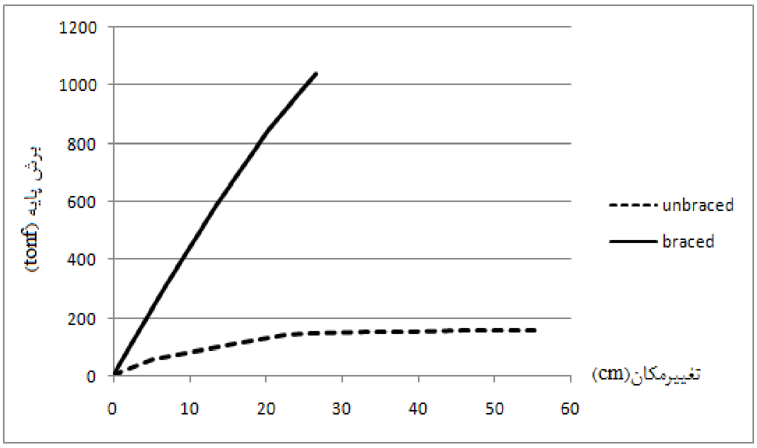
۵. در سازه‌های مهاربندی‌شده، تغییرمکان هدف سازه نسبت به سازهٔ بتنی بدون مهاربند کاهش می‌یابد و به

خوبی مزیت استفاده از سیستم دوگانه و اندرکنش قاب خمشی و مهاربندی قابل ملاحظه است.

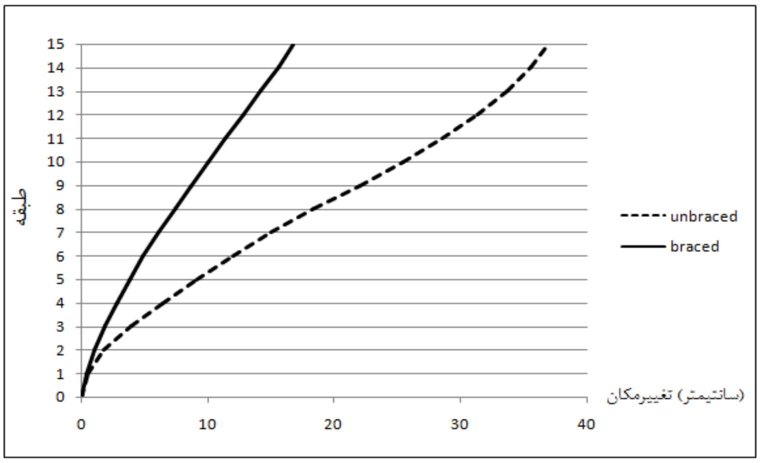
٦. با مقایسهٔ منحنی‌های نیرو- تغییرمکان برای مدل‌های مختلف مشاهده می‌شود که در تمامی آنها توزیع نوع دوم بار جانبی (متناسب با وزن هر طبقه) نسبت به توزیع نوع اول بار جانبی (متناسب با نیروی جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی)،برش‌های پایه بالاتری را ایجاد کرده‌است.

٧. روند تشکیل مفاصل در سازه‌های تقویت‌شده نشان داد استفاده از بادبند فولادی موجب اعمال نیروی اضافی به قاب در طبقات فوقانی و ایجاد مفاصل خمیری در تیرها می‌شود. هرچند این عامل موجب کاهش قابل‌توجه عملکرد سازه نمی‌شود، لیکن چاره‌اندیشی برای حذف آن، بهبود نتایج را دربر خواهد داشت.

٨. مقادیر تغییرشکل‌های نسبی طبقات، به‌خصوص در سازه‌های ۱۰ طبقه کاهش چشمگیری داشته و بسیار منظم‌تر شده‌است. سازه یکپارچه‌تر عمل می‌کند و تغییرشکل‌های ناگهانی مشاهده نمی‌شود. در سازه‌های ۱۵ طبقه، تحت برخی ترکیب بارها، تغییرشکل‌ها در طبقات میانی در سازهٔ مهاربندی‌شده بیش از سازهٔ اولیه شده‌است. به‌عنوان نمونه تغییرمکان طبقات سازهٔS2-15تحت یکی از بارهای وارد در جدول (۱) در شکل (۱۵) آمده‌است.



شکل ١٤ مقایسهٔ منحنی پوش‌آورS2-10 تحت بار 1.1-PUSH 2-Y، قبل و بعد از مقاوم‌سازی



شکل ١٥ تغییرمکان طبقاتS2-15 تحت بار0.9-PUSH 1-X

مراجع

۱. تسنیمی، عباسعلی،«مقاوم‌سازی قاب‌های بتن مسلح به‌کمک بادبندهای فولادی»، انتشارات مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران، (۱۳۷۹).

2. Sugano, S.,"Study of the Seismic Behavior for Retrofitted Reinforced Concrete Building", Proceeding ASCE,89 structures Congr. Sanfrancisco, CA, U.S.A, (1989).
3. Badoux, M; Jirsa, J.,"Steel Bracing of RC Frames for Seismic Retrofitting", *Journal of Structrul Engineering, ASCE*, pp. 55-74, (1990).
4. Yamamoto, Y., Umemura, H.,"Analysis of Reinforced Concrete Frames Retrofitted with Steel Bracing", *Proceeding of the Tenth World Confrence on Earthquake Engineering*, Vol. 9, Madrid, Spain, pp. 5187- 5192, (1992).
5. Canales, N.D., Briseno de la Vega, R.,"Retrofitting Techniques Used in Telephone Buildings in Mexico", *Proceeding of the Tenth World Confrence on Earthquake Engineering*, Vol. 9, Madrid, Spain, pp. 5143- 5147, (1992).

٦. یاسائی، حسین، ناطقی‌الهی، فریبرز،«مقاوم‌سازی لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح (مطالعهٔ موردی بیمارستان امام خمینی تبریز)»، پایان‌نامهٔ کارشناسی ارشد، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، (۱۳۷۱).

7. Pincheira, J.A., Jirsa, J.O.,"Seismic Response of RC Frames Retrofitted with Steel Braces or Walls", *Journal of Structrul Engineering, ASCE*, 121(8), pp. 1255-1235, (1995).
8. Nateghi, F.,"Seismic Strengthening of 8-Story Reinforced Concrte Building", *Proceeding of Tenth European Confrence on Earthquake Engineering*, Vol. 3, Vienna, Austria, pp. 2235- 2240, (1994).
9. Youssef, M.A., Ghaffarzadeh, H., Nehdi, M.,"Seismic Performance of RC Frames with Concentric Internal Steel Bracing", *Journal of Engineering Structures,* Vol. 29, pp. 1561-1568, (2007).
10. Athanassiadou, C.J.,"Seismic Performance of RC Plane Frames Irregular in Elevation", *Journal of Engineering Structures*, Vol. 30, pp. 1250-1261,(2007).

۱۱. فلاح یونس آبکوه، وحید، علیزادهٔ تقی‌آباد، سعید، واثقی امیری، جواد،«بررسی سطح عملکرد در سازه‌های بتن‌آرمه‌ی مقاوم‌شده با مهاربند»، سومین همایش ملی مقاوم‌سازی و مدیریت شهری، (۱۳۸۹).

12. Magliulo, G., Maddaloni, G., Petrone, C.,"Influence of Earthquake Direction on the Seismic Response of Irregular Plan RC Frame Buildings", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Vol. 13, pp. 243-256, (2014).
13. Pradeep, S., Elavenil, S.,"Seismic Analysis of Plan Irregular Multi-Storied Building using STAAD pro", School of Mechanical and Building Science, VIT University, Chnnai, Tamilnadu, India, (2013).

١٤. دستورالعمل به‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، نشریهٔ شمارهٔ ٣٦٠، تهران، ایران، ١٣٨٥.